

Comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: análise experimental e numérica

Out-of-plane behaviour of stone masonry walls: experimental and numerical analysis

Helena Maccarini

Graça Vasconcelos

Hugo Rodrigues

Javier Ortega

P.B. Lourenço

Resumo

Tendo como principal objetivo contribuir para o melhor entendimento do comportamento fora de plano dos elementos de alvenaria de pedra, este artigo apresenta os resultados de uma campanha experimental e numérica realizada em duas paredes em forma de U e representativas da arquitetura vernacular portuguesa. Foram realizados ensaios não destrutivos nas paredes de alvenaria para a caracterização dos materiais e dois ensaios destrutivos para avaliação do seu comportamento mecânico quando submetidas a ações fora do plano. Os resultados experimentais foram utilizados para a calibração de modelos numéricos de elementos finitos assumindo comportamento isotrópico da alvenaria.

Abstract

The main objective of this paper is to contribute to a better understanding of the out-of-plane behavior of unreinforced stone masonry walls. This paper presents the results of an experimental and numerical campaign carried out on two U-shaped walls representative of Portuguese vernacular architecture. The experimental campaign included non-destructive tests for characterization of the material and an out-of-plane cyclic loading test for the characterization of the overall response of the walls. The experimental results were used in the calibration of numerical models based on finite elements and assuming isotropic behavior of masonry.

Palavras-chave: Paredes de alvenaria / Comportamento fora do plano / Ensaios experimentais / Análise numérica

Keywords: Masonry walls / Out-of-plane behavior / Experimental tests / Numerical analysis

Helena Maccarini

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
helenamaccarini2@gmail.com

Graça Vasconcelos

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
graca@civil.uminho.pt

Hugo Rodrigues

RISCO, Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

Javier Ortega

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
javier.ortega@civil.uminho.pt

P.B. Lourenço

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
pbl@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MACCARINI, H. [et al.] – Comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: análise experimental e numérica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 19-38.

1 Introdução

A alvenaria de pedra é uma técnica tradicional de construção que tem sido usada em diversas construções históricas e edifícios correntes em todo o mundo. Frequentemente estes edifícios têm demonstrado um desempenho inadequado face às ações sísmicas, traduzindo-se em perdas humanas e económicas significativas. O colapso das paredes face a ações fora do plano são muito frequentes e os danos são ainda mais evidentes em edifícios onde a qualidade de construção é pobre.

Do ponto de vista estrutural, a alvenaria é considerada como um material heterogêneo, com propriedades dependentes das propriedades dos seus componentes individuais (unidades, argamassa e material de enchimento) e da sua ligação. Apesar da longevidade de muitos dos edifícios de alvenaria de pedra, estes apresentam em muitos casos um comportamento inadequado face à ação sísmica, o que se traduz em diferentes tipos de colapso.

Os danos observados após a ocorrência de sismos recentes demonstraram que as fachadas são os elementos mais vulneráveis dos edifícios de alvenaria. As fachadas têm tendência a separar-se das estruturas internas, como paredes transversais e pisos, colapsando para fora do plano. Exemplos de possíveis colapsos de paredes de alvenaria para fora do plano são apresentados na Figura 1. Atualmente o estudo do comportamento fora do plano tem sido alvo de maior atenção por parte da comunidade científica em particular com recurso a estudos experimentais laboratoriais e *in situ*, que têm como objetivo obter dados de resistência, rigidez, capacidade de deformação e mecanismos de colapso.

O conhecimento atual ainda é muito moderado, o qual se traduz em dificuldades no processo de reforço e reabilitação deste tipo de estrutura, devido a falta do conhecimento das propriedades mecânicas para o cálculo de projetos ou para adotar na modelação numérica.

Através de ensaios laboratoriais, pretende-se avaliar o comportamento de paredes de alvenaria à escala real ou reduzida sujeitas a ações para fora do plano. Estas ações podem ser simuladas de diferentes formas, nomeadamente como cargas distribuídas através da aplicação de *airbags* ou através de cargas pontuais a partir da utilização de atuadores hidráulicos.

Podem ser referidos diferentes exemplos de ensaios fora do plano em provetes de alvenaria. Martins *et al.* [2] obtiveram resultados experimentais do comportamento de alvenarias de pedra de junta seca de pano duplo sujeitas a ações fora do plano. Os provetes foram ensaiados a uma escala reduzida com configuração em U e com controlo de deslocamento, através de aplicação de força distribuída por um *airbag* de modo a simular a ação sísmica. Costa *et al.* [3] realizaram testes em duas fachadas de construção de alvenaria de pedra em grande escala. Os testes foram intercalados com identificação dinâmica modal para avaliar o dano da estrutura de acordo com a modificação da frequência e da vibração principal. Ferreira *et al.* [4] analisaram dois tipos de ensaios fora do plano: aplicando uma carga uniformemente distribuída na superfície da parede através de sistema de *airbags* de nylon e a aplicação de uma carga linear recorrendo a um atuador hidráulico posicionado no topo dos provetes de parede. Dois ensaios com o mesmo objetivo, mas com diferenças significativas na forma como a ação horizontal é simulada.



Figura 1 Exemplos de modos de colapso de paredes de alvenaria de pedra em edifícios após o sismo de L'Aquila – 2009 [1]

Com o intuito de se obter informação sobre os materiais e a geometria das paredes de alvenaria assim como para uma melhor compreensão do comportamento mecânico das paredes de alvenaria, recorre-se, sempre que possível, a ensaios *in situ*. Estes ensaios têm uma grande vantagem relativamente aos ensaios de laboratório porque permitem a utilização da alvenaria original, quando em laboratório é necessário reproduzir as paredes com novos materiais ainda que compatíveis com os existentes.

Do ponto de vista de caracterização do comportamento de paredes de alvenaria para fora do plano foi implementada por Ingham & Ismail [5] a aplicação de uma carga distribuída com *airbags* em ensaios *in situ*. Muitos destes foram realizados em edifícios na Austrália e na Nova Zelândia, sendo de referir uma série de ensaios *in situ* realizados em paredes reforçadas com barras de aço NSM-TS numa residência construída na Nova Zelândia em 1884. Posteriormente os resultados foram confirmados através da realização de ensaios cíclicos em laboratório em paredes reconstruídas com as mesmas características técnicas daquelas do ensaio *in situ*.

Além da componente experimental, a avaliação da vulnerabilidade no património construído também tem sido estudada com recurso a modelos numéricos. Partindo do conhecimento de que a alvenaria é um material heterogêneo e devido às características das matérias constituintes relacionadas com a elevada resistência à compressão, baixa resistência à tração, comportamento anisotrópico e descontinuidades, a sua modelação consiste numa tarefa complexa. Segundo Lourenço [6], estas técnicas apresentam diferentes níveis de complexidade, desde simples métodos gráficos com recurso a cálculos manuais, formulações matemáticas complexas e grandes sistemas de equações não-lineares. A escolha do método de análise depende da qualidade da informação referente às características mecânicas e geométricas, da capacidade computacional e do objetivo do trabalho.

Assim, o conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria é fundamental para sua modelação numérica e previsão do seu comportamento estrutural, assim como para o apoio à escolha de técnicas de reparação e reforço de modo a que os materiais aplicados na intervenção sejam compatíveis com os materiais existentes. O conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria, principalmente alvenarias pertencentes a construções históricas, é adquirido por meio de ensaios não destrutivos que

devem ser interpretados de forma a contribuir para a calibração dos modelos numéricos.

2 Metodologia

2.1 Introdução

A campanha apresentada neste trabalho tem como objetivo principal caracterizar o comportamento fora do plano de duas tipologias de alvenaria de pedra, que são características da arquitetura vernácula. Assim os objetivos principais foram: (1) Realizar um programa experimental composto por duas paredes de alvenaria ligadas a paredes transversais (provetes de alvenaria em forma de U) com aparelhos distintos, (2) Realizar ensaios não destrutivos a fim de obter dados de parâmetros mecânicos para serem adotados na modelação numérica e (3) Calibrar um modelo numérico com base nos resultados experimentais e na caracterização das paredes por meio de ensaios não destrutivos. E ainda, (4) realizar um estudo paramétrico para avaliar os parâmetros mais influentes no comportamento fora do plano das paredes de alvenaria de pedra. A metodologia utilizada é detalhada na Figura 2.

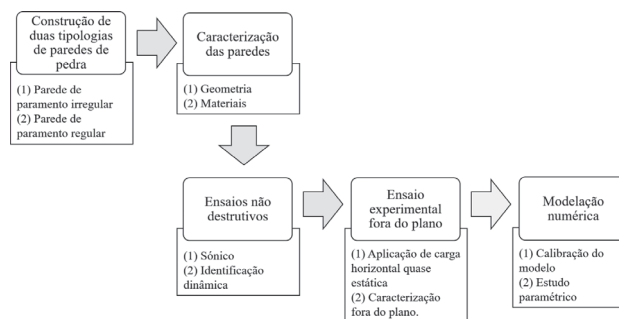


Figura 2 Metodologia aplicada

2.2 Geometria das paredes

Para o caso de estudo foram definidas duas paredes constituídas pelo mesmo material, com morfologia diferente. Uma com assentamento irregular composta por unidades irregulares e uma

segunda com paramento regular, com juntas horizontais alinhadas e juntas verticais desalinhadas. Foi utilizado granito da região norte de Portugal e argamassa de cal natural pré-doseada. Dado que um dos objetivos deste trabalho é simular o comportamento de paredes de fachada para fora do plano, foram consideradas paredes transversais para representarem as ligações das fachadas às paredes perpendiculares, por isso foi adotada uma geometria em forma de U, que liga o alçado com paredes transversais por meio de cunhais, ver Figura 3.

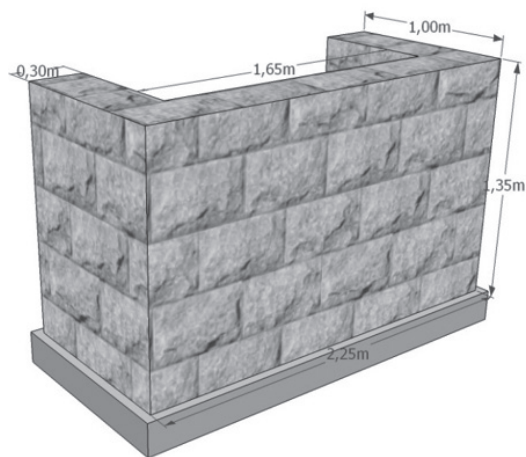


Figura 3 Geometria e dimensões das amostras

A secção transversal das paredes é constituída por um pano duplo com ligação através de unidades travadoras. Para que a ligação entre os panos fosse eficiente optou-se por distribuir em cada fiada duas unidades travadoras não alinhadas verticalmente com as unidades travadoras da fiada inferior e superior. Outro facto considerado foi a posição das pedras nos cunhais, sendo que o assentamento de cada camada é perpendicular ao assentamento das camadas inferior e superior a esta.

As dimensões definidas para as unidades foram de aproximadamente 0,28 m de comprimento, 0,23 m de altura e 0,17 m de espessura. As dimensões geométricas das paredes são semelhantes: 1,35 m de altura, 0,3 m de espessura e 2,25 m de comprimento para as parede frontal. Os elementos de parede laterais apresentavam 1,35 m de altura, 0,3 m de largura e 1 m de comprimento. A razão de esbelteza da estrutura h/t equivale a 4,3 e o volume $1,47 \text{ m}^3$ cada. A geometria está baseada na redução das dimensões de modelos reais para a metade, também utilizados na bibliografia [2], assumindo a realização dos ensaios à escala reduzida 1:2.

2.3 Detalhes construtivos

Para a construção das paredes foi utilizada uma argamassa pré-doseada à base de cal natural, ligante hidráulico e areias classificadas. Para cada 30 kg de argamassa pré-doseada foram adicionados 5 l de água, conforme as instruções do fabricante. Durante a mistura da argamassa, foram retiradas amostras para caracterizar as propriedades mecânicas da mesma. Com base no ensaio proposto pela Norma EN 1015 [7,8] foi determinada

a consistência da argamassa no estado fresco obtendo-se uma consistência de escoamento plástico. O resultado obtido de resistência permitiu classificar a argamassa como uma argamassa M5. Com os dados de massa e volume dos provetes destes ensaios obteve-se a densidade da argamassa aos 28 dias correspondente a $1833,76 \text{ kg/m}^3$. O esquema geométrico obtido no final da construção das paredes encontra-se ilustrado na Figura 4, onde as unidades de cor cinzenta representam as pedras travadoras. Em média foram adicionadas cerca de 6 pedras travadoras por m^2 . Em ambos os casos foi utilizado material não coesivo (granito) para preenchimento do núcleo. A Figura 5 mostra, como exemplo, o levantamento geométrico da primeira fiada de cada parede.

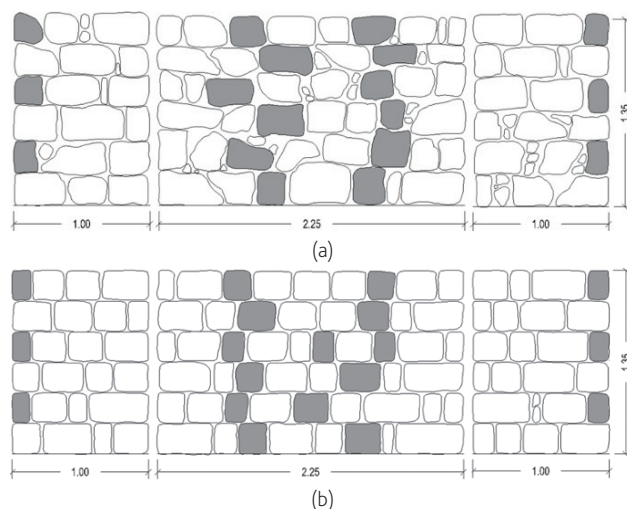


Figura 4 Alçados das paredes: (a) Parede 1; (b) Parede 2

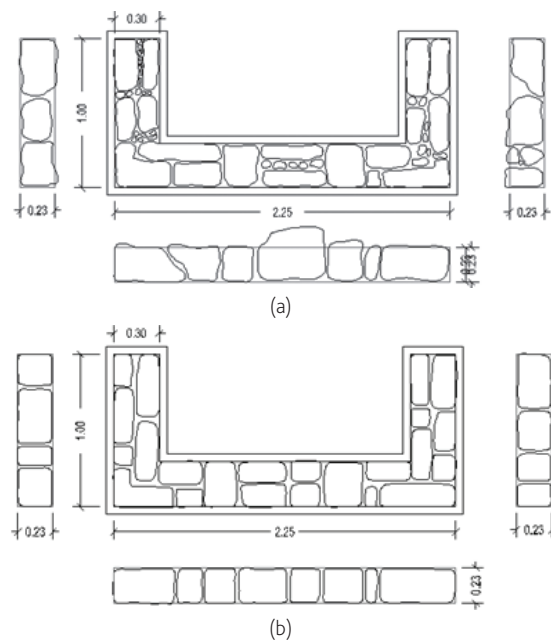


Figura 5 Morfologia da primeira fiada: (a) Parede 1; (b) Parede 2



Figura 6 Construção da parede 1



Figura 7 Construção da parede 2

A partir dos levantamentos da geometria efetuados, foi possível calcular, de forma aproximada, as áreas das pedras por m² de cada parede e por conseguinte calcular o volume de argamassa e pedra de cada parede. Conhecendo a densidade da argamassa (1833,36 kg/m³), e admitindo a densidade da pedra de 2600 kg/m³ determinou-se a densidade das duas morfologias adotadas neste trabalho, ver Tabela 1. As paredes foram construídas sobre uma viga de fundação em betão armado de 20 cm de espessura. As fases de construção das amostras são apresentadas nas Figuras 6 e 7.

Tabela 1 Densidade das alvenarias

Parede	Pedra			Argamassa			Alvenaria
	*valores em 1 m² de alçado						
	Volume (m³)	Densidade (kg/m³)	Massa (kg)	Volume (%)	Densidade (kg/m³)	Massa (kg)	Densidade (kg/m³)
Parede 1	0,23256	2600	604,7	22,5	1833,8	123,66	2427,8
Parede 2	0,25818	2600	671,3	13,9	1833,8	76,69	2493,3

2.4 Campanha de ensaios

As duas paredes foram caracterizadas através de ensaios não-destrutivos, nomeadamente ensaios sónicos e ensaios de identificação dinâmica, sendo estes realizados em duas etapas:

(1) após a construção das paredes e antes da realização do ensaio destrutivo para fora do plano (paredes sem dano) e (2) após a realização do ensaio para fora do plano (paredes com dano).

Após os ensaios não destrutivos foram realizados os ensaios destrutivos para fora do plano com aplicação de uma carga horizontal uniformemente distribuída na superfície interior da parede frontal de forma a representar uma ação fora do plano.

3 Ensaios não destrutivos

Os ensaios sónicos e a identificação dinâmica fornecem informação qualitativa e quantitativa, que em conjunto permitem estimar as propriedades elásticas da alvenaria, como o módulo de elasticidade, ou as frequências e modos de vibração, que por sua vez constituem dados importantes para calibração dos modelos numéricos.

3.1 Ensaios sónicos

Os ensaios sónicos (diretos e indiretos) foram realizados 7 dias após a construção das paredes. O pulso sónico foi induzido por meio de um martelo instrumental e posteriormente captado por um acelerómetro. O acelerómetro utilizado foi do tipo PCB 352B, a placa de aquisição do tipo NI USB – 4431 de frequência 102,4 kHz e o martelo instrumental de modelo 086D05 com frequência de 5000 Hz. A Tabela 2 apresenta os valores médios da velocidade de propagação das ondas sónicas obtidas por medição direta numa malha 3 × 4 criada no alçado frontal de cada parede.

Tabela 2 Velocidade sónica – leituras diretas

Amostra	Velocidade (m/s)		
	Média	Desvio Padrão	Co V (%)
Parede 1	1506,47	329,45	0,22
Parede 2	1955,85	230,49	0,12

Com base nos resultados das medições indiretas de velocidade de propagação (V_p e V_R) obteve-se uma estimativa para o Coeficiente de Poisson (ν) e módulo de elasticidade (E) [9], tendo-se adotado o valor mencionado anteriormente para densidade da alvenaria (ρ) através das equações (1) e (2) respetivamente:

$$\frac{V_p}{V_R} = \sqrt{\frac{2(1-\nu) \cdot (1-\nu)^2}{(1-2\nu) \cdot (0,87 + 1,12\nu)^2}} \quad (1)$$

$$\frac{V_p}{V_R} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad (2)$$

Os valores médios das propriedades elásticas de ambas as paredes de alvenaria são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 Propriedades obtidas pela velocidade de propagação das ondas sónicas (E , ν)

Amostra	Poisson (ν)			Módulo de Elasticidade Dinâmico (MPa)		
	Média	Desvio Padrão	Cov. (%)	Média	Desvio Padrão	Cov. (%)
Parede 1	0,33	0,04	10,91	3283,77	743,03	22,63
Parede 2	0,39	0,01	3,55	4115,65	465,92	11,32

Os valores apresentados na Tabela 2 indicam que as velocidades obtidas na parede 1 são inferiores aos obtidos na parede 2. Isso pode ser explicado pelo melhor imbricamento da parede 2, já que a sua morfologia possui um aparelho mais regular. A correlação da média das velocidades de propagação do pulso sónico com as características mecânicas (Tabela 3) confirma o melhor imbricamento da parede 2, com um módulo de Elasticidade mais elevado.

3.2 Ensaio de identificação dinâmica

O conhecimento das características dinâmicas de uma estrutura pode ser importante para a avaliação do dano e para a calibração de modelos numéricos [10]. Nesta secção é apresentado o processo utilizado na identificação dinâmica das paredes em estudo. A identificação dinâmica de cada parede foi realizada em duas fases:

antes do ensaio destrutivo, em que a parede não apresentava dano, e numa segunda fase, após o ensaio, considerando o dano induzido pela ação fora do plano. A identificação dinâmica foi realizada com acelerómetros colocados em coordenadas predefinidas em diferentes *setups* de acordo com configuração da Figura 8b.

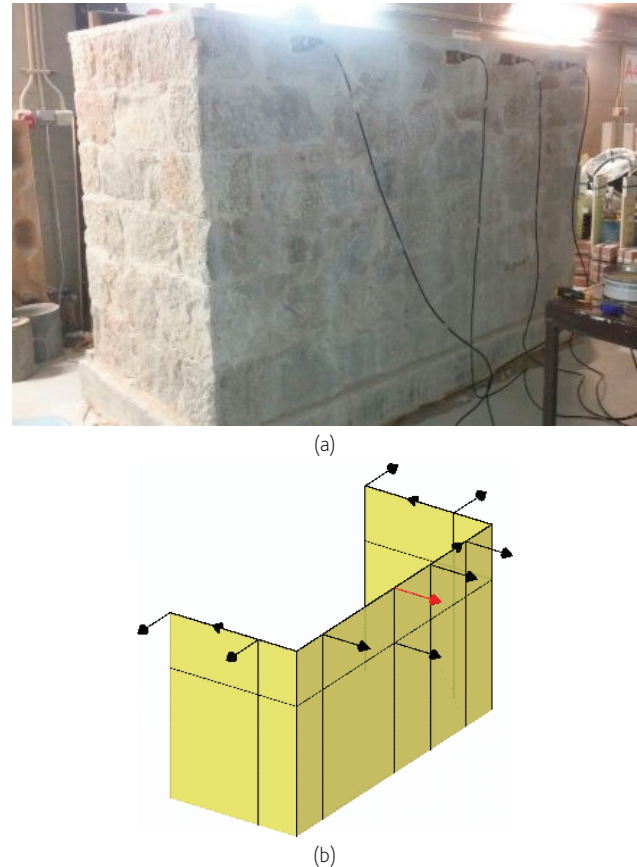


Figura 8 Procedimento da identificação dinâmica: (a) Fase do ensaio; (b) Localização dos acelerómetros

Para os ensaios foram utilizados acelerómetros piezoelétricos de modelo PCB 393B12 e uma fonte de aquisição de dados (DAQ) de 51,2 kHz. A estimativa das frequências foi feita a partir de duas análises modais operacionais, nomeadamente FDD (Frequency Domain Decomposition) e SSI-UPC (Stochastic Subspace Identification Unweighted Principal Components). Os resultados do ensaio dinâmico realizado antes da aplicação de carga horizontal apresentam-se na Figura 9. A parede 1 (paramento irregular) apresenta como frequência fundamental 25,8 Hz e a parede 2 (paramento regular) apresenta uma frequência de 26,7 Hz.

Como mencionado anteriormente, as paredes apresentam uma baixa diferença de massa, aproximadamente 2,6%. A Parede 2 apresentou uma frequência superior, quando comparada com a Parede 1, apesar de ter uma massa superior, o que indica uma maior rigidez deste elemento, associado eventualmente a um melhor imbricamento entre as unidades.

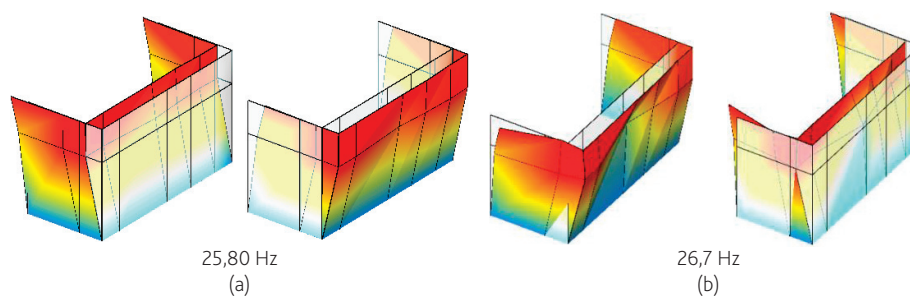


Figura 9 Modos das frequências fundamentais pré-ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

4 Avaliação do comportamento para fora do plano

Para caracterizar o comportamento de paredes de alvenaria para ações fora do plano foi efetuada uma campanha experimental de aplicação de uma carga horizontal em cada uma das paredes de granito. A aplicação de uma carga horizontal foi realizada de forma quase estática, aplicando uma carga uniformemente distribuída na superfície interior da parede frontal. Na presente secção apresenta-se a descrição do esquema de ensaio, modo de aplicação da carga e os principais resultados obtidos nas duas paredes de alvenaria.

4.1 Esquema de ensaio

Com o objetivo de aplicar uma carga horizontal para simular a ação sísmica, foi aplicada uma carga uniformemente distribuída na superfície plana interior do alçado frontal (Figura 10a). Para este efeito, foi utilizado um airbag de nylon com dimensões de 1,65 m x 1,35 m. A estrutura de reação é constituída pela parede de reação do laboratório e por uma estrutura metálica colocada entre o airbag e a parede de reação, ver Figura 10b. Entre os perfis metálicos verticais posteriores e a parede de reação foram colocadas 4 células de carga para registar a carga horizontal aplicada na parede através do airbag. A colocação destas células pretende ultrapassar a dificuldade em calcular a área de contacto do airbag na parede, dado que esta varia com a deformação da parede durante o ensaio.

No topo superior de cada parede transversal foi colocado um perfil metálico para permitir a aplicação de uma carga vertical uniforme e constante. A carga vertical foi aplicada através de um atuador colocado entre o perfil metálico e a laje de reação (Figura 10a e Figura 10c), restringindo o deslocamento da parede lateral. Esta carga vertical pretende simular o peso próprio da cobertura de uma habitação tradicional. Assim, decidiu-se colocar uma carga vertical nas paredes transversais de 10 kN, correspondente a uma tensão normal de aproximadamente 0,05 MPa. A aplicação do carregamento horizontal é efetuada após a estabilização da carga vertical aplicada nas paredes transversais.

A lei de carregamento aplicada na parede apresenta-se na Figura 11. Ela é composta por repetições de cada nível de deslocamento, sendo esta uma forma de verificar a deformação plástica da estrutura e a eventual degradação de resistência. O deslocamento dos ciclos obtém-se considerando um incremento de 1,4 mm em relação ao carregamento anterior, correndo a incrementos de *drift* de 0,1%, aproximadamente.

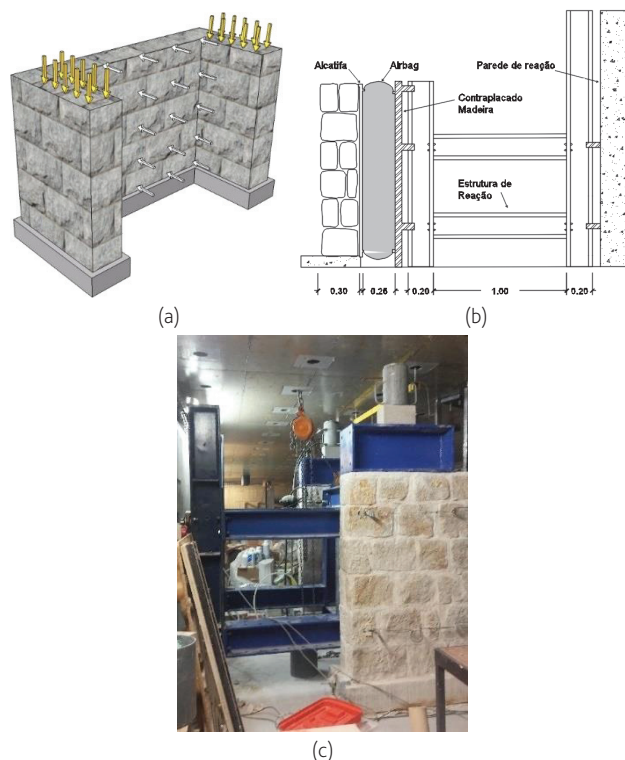


Figura 10 Configuração do ensaio para fora do plano: (a) Esquema em 3D; (b) Estrutura com perfil metálico HEB200; (c) Aplicação da carga vertical nas paredes transversais

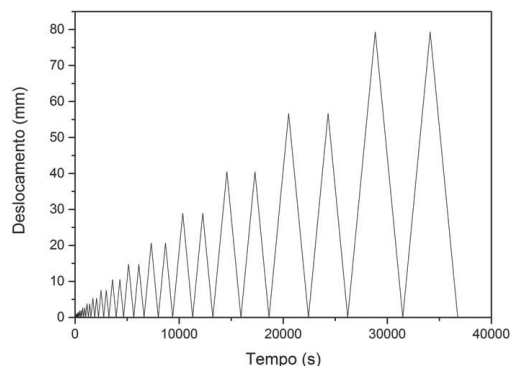


Figura 11 Lei de carregamento do ensaio fora do plano

Além do deslocamento registado no ponto de controlo, foram obtidos deslocamentos em mais 20 pontos da parede com o objetivo de obter a deformação global da parede. Os deslocamentos foram registados com recurso a transdutores de deslocamento (LVDT) colocados em diferentes pedras da parede frontal e dois em cada parede transversal (Figuras 12 e 13).

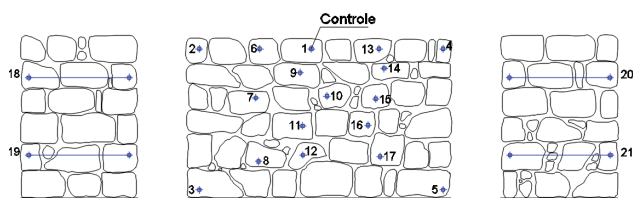


Figura 12 Localização dos LVDTs da parede 1



(a)



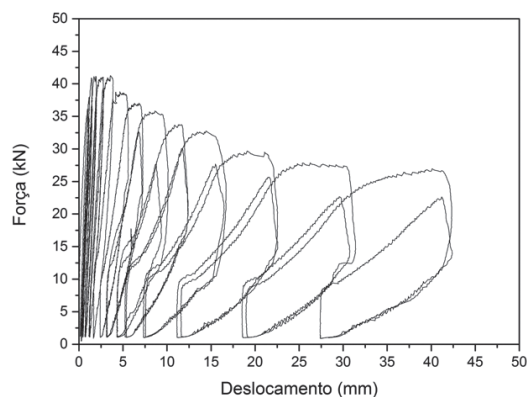
(b)

Figura 13 Localização dos LVDTs durante o ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

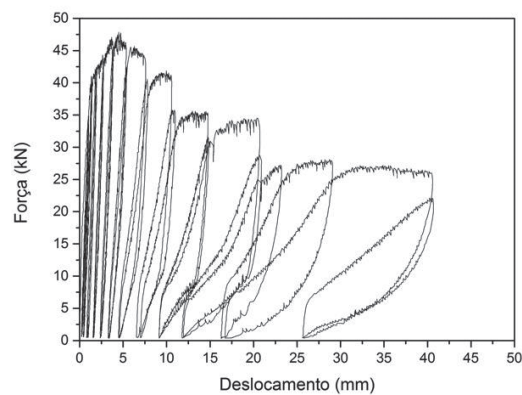
4.2 Análise dos resultados

A análise dos resultados dos ensaios para fora do plano foi feita com base nos diagramas força horizontal vs. deslocamento medido para fora do plano no ponto de controlo. Os diagramas obtidos nas duas paredes ensaiadas apresentam-se na Figura 14. Verifica-se que

o comportamento para fora do plano das duas paredes apresenta um ramo linear a partir do qual se regista um comportamento não linear para deslocamentos muito próximos do deslocamento correspondente à carga máxima. Após a carga máxima ser atingida existe uma redução progressiva da capacidade para aumento da deformação.



(a)



(b)

Figura 14 Diagrama Força vs. Deslocamento do LVDT de controlo: (a) Parede 1; (b) Parede 2

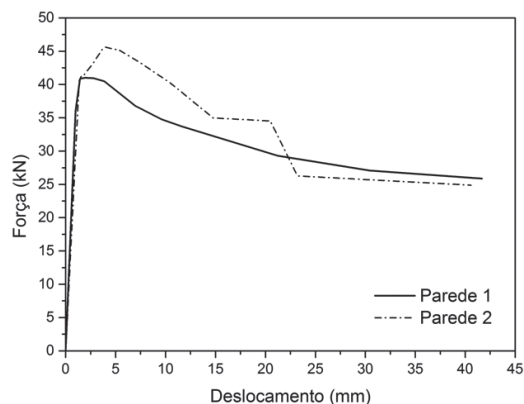


Figura 15 Comparação da envolvente monotónica dos primeiros ciclos do gráfico força vs. deslocamento da Parede 1 e da Parede 2

A capacidade de carga da parede 1 foi de 41,2 kN e da parede 2 foi de 47,8 kN. Os gráficos apresentam os deslocamentos máximos até o ponto onde foi realizada a lei de carregamento, sendo o deslocamento máximo de cerca de 41,6 mm na parede 1 e 40,6 mm na parede 2.

A envolvente do carregamento (Figura 15) mostra que a parede 2 tem uma resistência superior, em cerca de 11%, quando comparada com a parede 1.

4.3 Padrões de dano

Na presente secção são apresentados e analisados os padrões de dano (Figura 16) que caracterizam o comportamento para fora do plano das paredes em estudo. Além disso, foram relacionados os danos observados com o nível de carga aplicado nas paredes nos diagramas envolventes força vs. deslocamento (Figura 17).

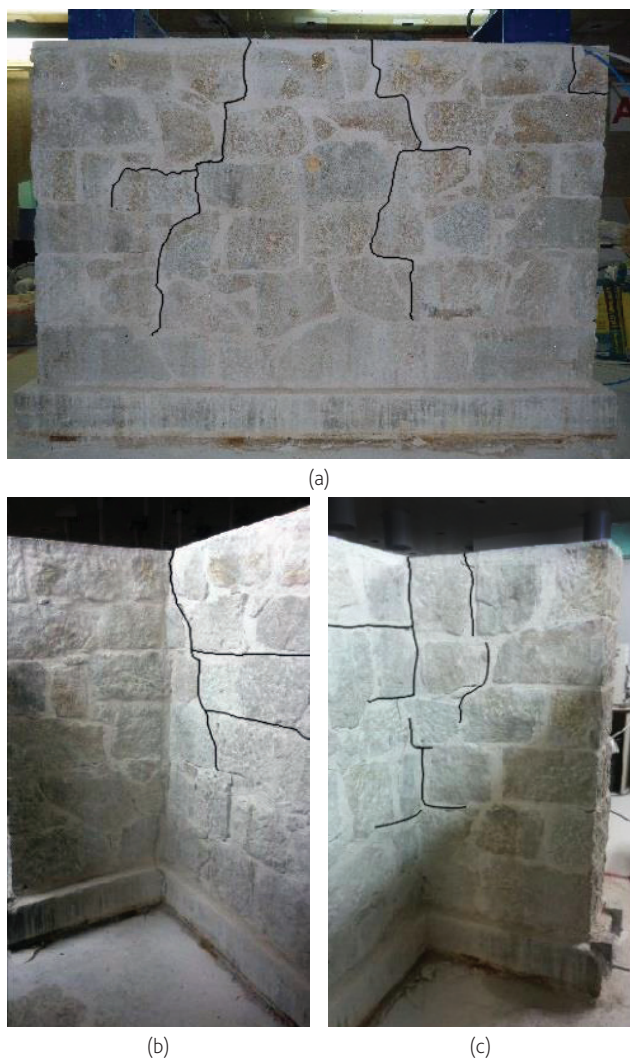


Figura 16 Caminho das fendas, parede 1: (a) alçado frontal externo; (b) e (c) alçados internos

Na Parede 1 as fendas mais relevantes apresentam-se no pano exterior do alçado frontal, e desenvolvem-se de forma quase simétrica (Figura 16a). As fendas na face interior são horizontais e o alçado esquerdo (Figura 16b) apresenta uma fenda vertical na ligação com o alçado frontal, indicando deficiências na ligação entre as unidades dos cunhais.

Na Parede 2 desenvolve-se uma fenda diagonal na parede frontal, ver Figura 17. Ao contrário da Parede 1, o desenvolvimento das fendas não foi simétrico, o que poderá estar relacionado com o desenvolvimento de uma fenda de espessura considerável na parede transversal esquerda, como se ilustra na Figura 17a.



(a)



(b)



(c)

Figura 17 Padrão de danos da parede 2

Verifica-se ainda que a superfície posterior da fachada principal apresenta uma fenda horizontal na segunda fiada (1/3 da altura da parede) em todo o comprimento da parede. A fenda na parede transversal direita só é visível na lado interior da parede, o que significa que não abrange a totalidade da espessura.

Nas Figuras 18 e 19 são apresentados os padrões de dano de cada parede no estado final do ensaio. Em ambos os casos, a deformação é compatível com a deformação de painéis apoiados em três bordos. Na parede 1 a deformação é praticamente simétrica, o que se traduz num padrão de fendilhação simétrico da parede frontal. Na parede 1 os maiores deslocamentos desenvolveram-se ao meio do vão superior da parede frontal.

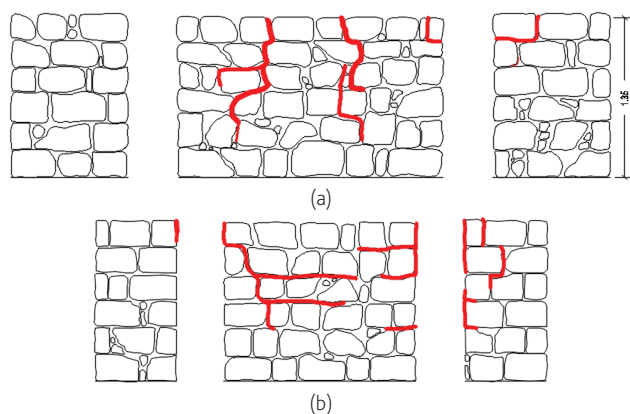


Figura 18 Danos dos alçados da parede 1 ao fim do ensaio de carga: (a) externos; (b) internos

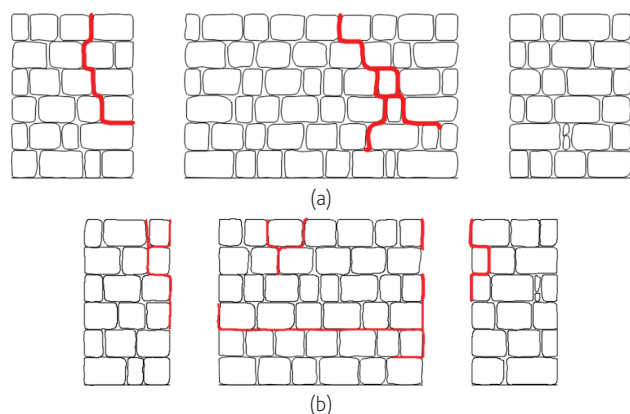


Figura 19 Danos dos alçados da parede 2 ao fim do ensaio de carga: (a) externos; (b) internos

No caso da parede 2, a deformação não é simétrica devido à localização de uma fenda na ligação entre a parede transversal esquerda e a parede frontal (Figura 19). A fenda da parede transversal ocorreu pelo deficiente travamento do cunhal, o que levou a uma maior deformação neste cunhal.

4.4 Ensaio de identificação dinâmica

Como referido anteriormente, o ensaio de identificação dinâmica foi realizado em duas fases: a primeira fase quando a parede não apresentava dano, e a segunda fase após a realização do ensaio e considerando o dano estrutural instalado no final do ensaio. Os resultados obtidos após os ensaios permitiram avaliar a degradação de rigidez introduzida pelo dano estrutural.

As frequências fundamentais e os respetivos modos de cada parede são apresentados na Figura 20. Após o ensaio destrutivo, a Parede 1 (parede de paramento irregular) apresentou uma frequência fundamental de 23,01 Hz e a Parede 2 (parede de paramento regular) apresentou uma frequência de 23,34 Hz.

As frequências obtidas neste ensaio são cerca de 3 Hz inferiores à frequência obtida nas paredes sem dano, o que corresponde a uma redução da rigidez de cerca de 20% no caso da parede 1 e de 24% no caso da parede 2.

4.5 Análise de resultados

De acordo com o Eurocódigo 8, os níveis de dano de uma estrutura podem ser descritos mediante três estados limites (EL) denominados: próximo do colapso (NC), dano severo (SD) e de limite de dano (DL). Outra metodologia de identificação de estados limites de dano foi introduzida por Tomažević [11]. Esta metodologia é baseada na identificação de três estados limites da curva envolvente do diagrama força vs. deslocamento experimental. A metodologia de Tomažević define os pontos de: fendilhação (H_{cr} , d_{cr}), resistência máxima ($H_{máx}$, $d_{Hmáx}$) e deslocamento máximo ($H_{dmáx}$, $d_{dmáx}$). Na Figura 21 são identificados os estados limites de acordo com os limites de deformação (drift) apresentados na Tabela 4.

A localização dos limites de cada referência permite verificar que os pontos definidos são próximos. O estado limite de dano (DL) adotado pelo Eurocódigo apresenta a mesma carga e o mesmo deslocamento que o estado limite de fendilhação (H_{cr} , d_{cr}), sendo identificado com a primeira variação de rigidez da curva de envolvente. A comparação dos valores do *drift* para este limite de dano indica que a Parede 2 (0,1%) apresenta *drift* ligeiramente superior ao valor apresentado para o mesmo estado limite da parede 1 (0,07%). O segundo ponto

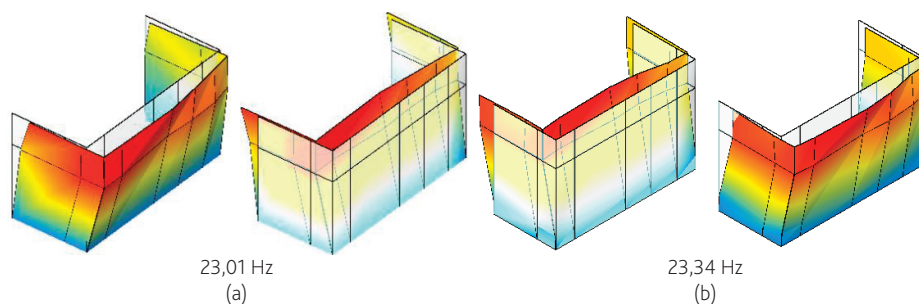


Figura 20 Modos das frequências fundamentais da parede pós-ensaio de carga: (a) Parede 1; (b) Parede 2

localizado é o ponto da carga máxima ($H_{m\acute{a}x}$, $d_{Hm\acute{a}x}$) e a comparação entre os resultados das duas paredes comprova que a parede 2 perde a resistência para uma deformação maior do que a parede 1. O mesmo é verificado no estado limite SD definido pelo Eurocódigo. No caso da parede 1 a deformação correspondente aos estados limites SD e NC são próximos, enquanto que na parede 2 a variação do *drift* entre esses limites é maior. Ou seja, a parede 2 após atingir o estado limite SD permite uma maior deformação que a parede 1 para atingir o colapso (NC).

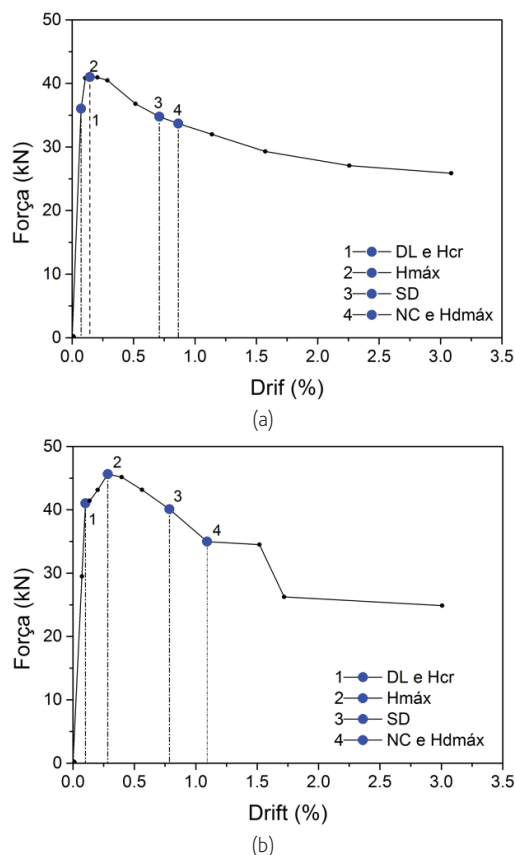


Figura 21 Estados limites de dano: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Tabela 4 *Drift* dos estados limites segundo Eurocódigo 8-3 e FEMA 356/357

Amostra	Drift (%)					
	DL	SD	NC	H_{cr}	$H_{m\acute{a}x}$	$H_{dm\acute{a}x}$
Parede 1	0,07	0,71	0,86	0,07	0,14	0,86
Parede 2	0,10	0,78	1,09	0,10	0,28	1,09

5 Análise numérica

A modelação numérica pode ser uma ferramenta de análise do comportamento estrutural da alvenaria de pedra sujeita a diferentes

combinações de ações. A simulação do comportamento estrutural tem como base a adoção de leis constitutivas adequadas capazes de reproduzir o comportamento mecânico dos materiais que a compõem.

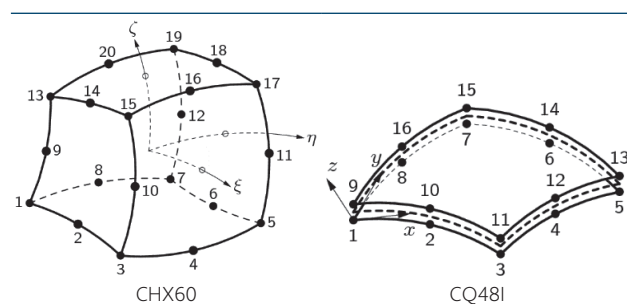
Neste estudo, a modelação numérica teve dois objetivos: (1) calibração de um modelo numérico com base nos resultados experimentais obtidos; (2) realização de um estudo paramétrico para avaliação da influência de alguns fatores no comportamento para fora do plano que não foram contemplados na campanha experimental.

Neste contexto, esta secção apresenta a metodologia de calibração do modelo numérico com base nos resultados experimentais. Numa primeira fase comparam-se os modos e as frequências fundamentais com os modos obtidos no modelo numérico. Numa segunda fase compara-se o comportamento experimental obtido nos ensaios das paredes de pedra para fora do plano com os resultados experimentais tendo como base uma análise não linear (*pushover*). A comparação é feita a partir nos diagramas força vs. deslocamento, deslocamentos, deformação global e padrão de dano. Após a calibração do modelo numérico, procedeu-se ao estudo paramétrico para análise da influência das propriedades mecânicas e das propriedades geométricas no comportamento para fora do plano das paredes de pedra.

5.1 Modelo numérico

O modelo numérico da parede utilizada nos ensaios para fora do plano foi efetuado no software comercial Diana [12] considerando a alvenaria como um material homogéneo. A modelação foi realizada com elementos de volume de 20 nós (CHX60), ver Tabela 5. Dado que se pretende efetuar a representação do modelo experimental da parede e como esta se encontra apoiada numa viga de betão armado que apoia na laje do laboratório, optou-se por representar também a base no modelo numérico. Como a viga de betão da base está apoiada sobre a laje, optou-se por considerar elementos de interface elásticos entre a superfície inferior da viga de betão e a laje de apoio. Para este efeito, e tendo em conta a compatibilidade com os elementos de volume, optou-se por elementos de interface entre dois planos de configuração tridimensional (CQ48I), ver Tabela 5.

Tabela 5 Tipos de elementos numéricos utilizados na malha do modelo



A malha de elementos finitos adotada para o modelo apresenta-se na Figura 22. Para ter uma boa representação da distribuição de tensões e da deformação na espessura da parede optou-se por utilizar uma divisão de 3 camadas na espessura. A dimensão dos

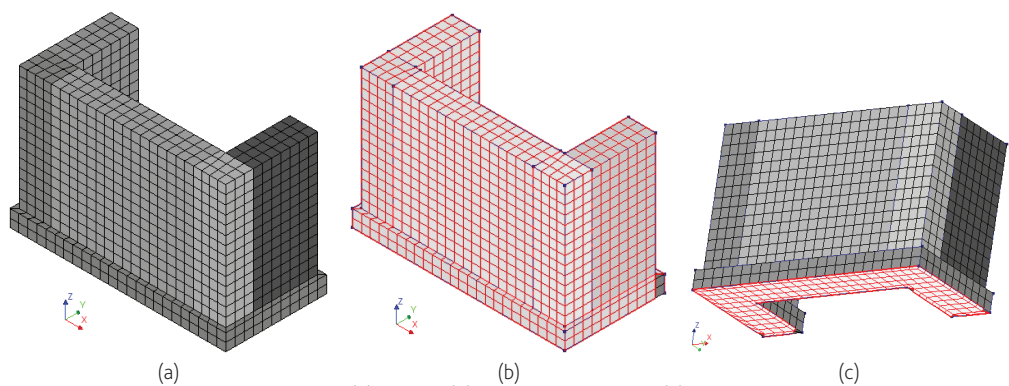


Figura 22 Malha do elemento finito: (a) malha; (b) elementos CHX60; (c) elementos CQ481

elementos finitos é aproximadamente de 10 cm de lado, que se considera adequada face à dimensão da estrutura.

O comportamento não linear da alvenaria foi descrito através do modelo de tensões totais “total strain based in cracking model”, que define uma relação não linear entre tensões e extensões totais de tração e compressão. Este modelo assume que o início da fendilhação se inicia quando a tensão é superior à resistência do material. Após a abertura de fenda pode optar-se por admitir que a propagação da fenda tem sempre a mesma orientação “fixed crack model” ou muda de direção “rotative crack model”, tendo sido utilizada neste trabalho a opção de “rotative crack model” [12]. O comportamento em compressão é descrito por uma função parabólica e o comportamento em tração é descrito através de uma curva exponencial.

5.2 Calibração do modelo numérico

A calibração foi realizada em duas etapas: (1) aproximação das frequências fundamentais de cada modelo à frequência fundamental obtida em cada parede no ensaio experimental de identificação dinâmica (item 5.2.1), (2) comparação dos diagramas força vs. deslocamento obtidos nos ensaios experimentais fora do plano com os diagramas obtidos na análise não linear (*pushover*) realizada no modelo numérico (item 5.2.2).

5.2.1 Comparação dos modos e frequências naturais

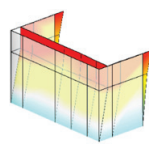
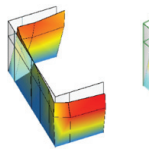
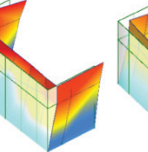
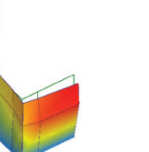
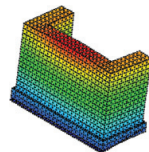
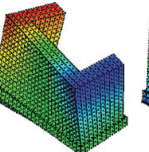
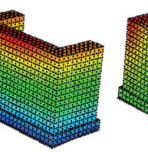
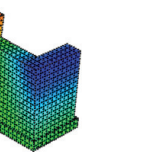
Inicialmente foi realizada uma análise modal onde foram consideradas as propriedades elásticas dos materiais indicadas na Tabela 6, a fim de obter os modos e as frequências fundamentais da estrutura.

Tabela 6 Parâmetros lineares utilizados na modelação numérica

Propriedades Materiais	Parede 1	Parede 2
E (MPa)	2850	3600
Módulo de Poisson, ν	0,33	0,39
Densidade (kg/m ³)	2427,75	2493,18

A calibração da interface partiu do cálculo da rigidez da curva força vs. deslocamento obtida através do LVDT localizado no canto inferior esquerdo da parede 1. Após a obtenção do valor correspondente à rigidez nos eixos horizontais (x e y) a rigidez da interface da base nos três eixos (x, y e z) foi calibrada de modo a alcançar as frequências do ensaio dinâmico experimental (rigidez da interface de $3,97 \times 10^8$ N/m³ para os eixos horizontais (x e y) e $9,92 \times 10^8$ N/m³ para a rigidez do eixo vertical (z)).

Tabela 7 Resultados da calibração dinâmica e comparação entre os modos numéricos e experimentais

Experimental			
Parede 1		Parede 2	
Modo 1	Modo 2	Modo 1	Modo 2
			
25,80 Hz	33,26 Hz	26,70 Hz	34,85 Hz
Numérico			
Parede 1		Parede 2	
Modo 1	Modo 2	Modo 1	Modo 2
			
25,61 Hz	30,14 Hz	25,85 Hz	30,88 Hz
Erro (%)			
0,7	9,4	3,1	11,4
Valor do MAC			
0,97	0,82	0,94	0,80

A primeira frequência obtida na modelação numérica foi de 25,61 Hz para a parede 1 e de 25,85 Hz para a parede 2 e as suas participações modais no eixo do sentido de movimento para fora do plano foi de 73,72% e 74,68% respetivamente. A Tabela 7 apresenta as comparações dos modos no modelo numérico e no modelo experimental e a validação das frequências calculadas com base na avaliação da consistência dos modos (MAC – Modal Assurance Criterion). A análise dos resultados permite concluir que os valores elevados do MAC validam a adequabilidade do modelo desenvolvido para as paredes de alvenaria de pedra.

5.2.2 Calibração do comportamento não linear

A segunda fase de calibração do modelo numérico consistiu na comparação da resposta numérica com o comportamento experimental das paredes sujeitas ao carregamento para fora do plano. Esta calibração foi feita através de uma análise não linear estática (análise *pushover*) tendo como base as condições de fronteira e carregamento adotadas na campanha experimental. Assim, foram consideradas as cargas verticais, compostas pelo peso próprio de cada amostra e pela carga aplicada nas paredes transversais, o que equivale a 10 kN em cada parede. A carga horizontal adotada para representar o ensaio fora do plano foi uma carga uniformemente distribuída na superfície anterior da parede frontal correspondente à área de contacto com o airbag. O deslocamento utilizado para obter o diagrama força vs. deslocamento representativo do comportamento para fora do plano foi o deslocamento obtido na mesma posição do deslocamento medido pelo LVDT situado no ponto de controlo do ensaio experimental.

As propriedades não lineares adotadas no modelo numérico estão resumidas na Tabela 8. A resistência à compressão foi assumida usando o intervalo proposto por Tomažević [11], e o módulo de elasticidade foi considerado o mesmo já calibrado na primeira fase. Para a definição da resistência à tração (f_t) foi considerado um valor correspondente a 1% da resistência à compressão. A energia de fratura à compressão (G_c) foi calculada multiplicando a resistência à compressão por um índice de ductilidade, considerado igual a 1,6 mm [13]. A energia da fratura de tração foi considerada igual a 12 N/m [13].

Tabela 8 Propriedades não lineares adotadas no modelo numérico

Amostra	f_c (MPa)	G_{fc} (N/m)	f_t (MPa)	G_n (N/m)
Parede 1	2,8	4560	0,028	12
Parede 2	3,6	5760	0,036	12

Os diagramas força vs. deslocamento obtidos no modelo numérico são comparados com os diagramas obtidos nos ensaios experimentais e são apresentados na Figura 23 para as duas paredes. A comparação dos diagramas permite concluir que a resposta numérica é bastante próxima do comportamento experimental. Verifica-se que o comportamento pré-pico obtido no modelo numérico é muito próximo do comportamento evidenciado pelas paredes nos ensaios experimentais. Ambas as paredes apresentam

um comportamento linear até um valor de carga muito próximo da carga máxima. Isto indica que o desenvolvimento da fendilhação acontece para valores próximos da carga máxima. Em termos de carga máxima, o modelo numérico apresenta desvios equivalentes em ambas as paredes, sendo de 7% para a Parede 1 e de 10% para a Parede 2.

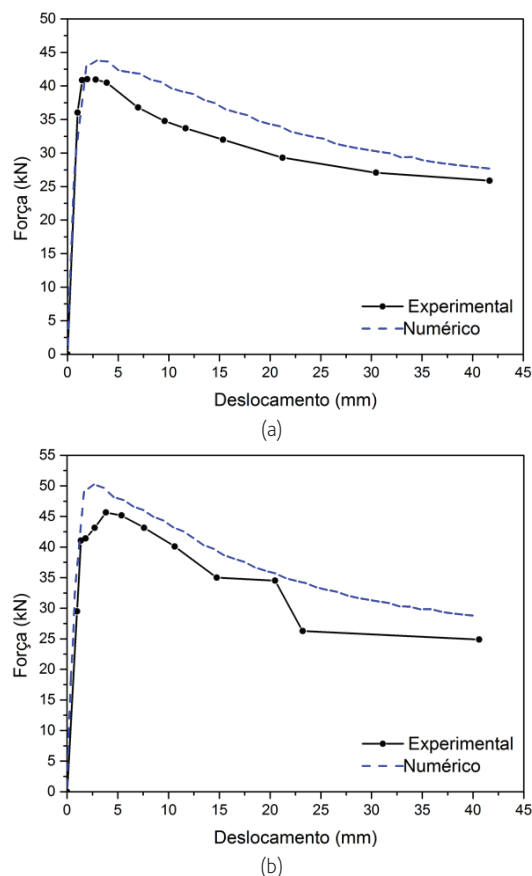


Figura 23 Comparação da curva envolvente experimental x análise numérica *pushover*: (a) parede de pedra irregular; (b) parede de pedra regular

Da calibração do modelo numérico, verificou-se ainda que a parede 2 apresenta uma maior resistência à compressão e que as resistências à tração nos dois modelos são próximas de zero. Isto significa que o comportamento em tração parece condicionar o comportamento global das paredes, o que seria de esperar dado o nível baixo de tensões verticais e o comportamento em flexão associado ao carregamento para fora do plano. Em termos de comportamento após a carga máxima verifica-se que o modelo numérico apresenta uma envolvente próxima da resposta experimental. A diferença observada também poderá estar associada à carga cíclica considerada nos ensaios experimentais e que tem associada uma degradação da resistência, que não foi considerada no modelo numérico.

No sentido de avaliar os resultados obtidos para os diagramas força vs. deslocamento, comparam-se de forma complementar as deformações nas paredes obtidas no modelo numérico e as

deformações registadas durante os ensaios experimentais. Na Figura 24 apresentam-se os deslocamentos para fora do plano (TDty) correspondentes ao final dos ciclos de aplicação da carga horizontal no ensaio experimental. Verifica-se que as duas paredes apresentam um perfil de deslocamento semelhante ao campo de deslocamentos registados nos ensaios experimentais. O deslocamento mais elevado ocorre na parte superior das paredes e a meio vão, apresentando em ambos os casos uma deformação compatível com um painel apoiado em três bordos (topo em consola).

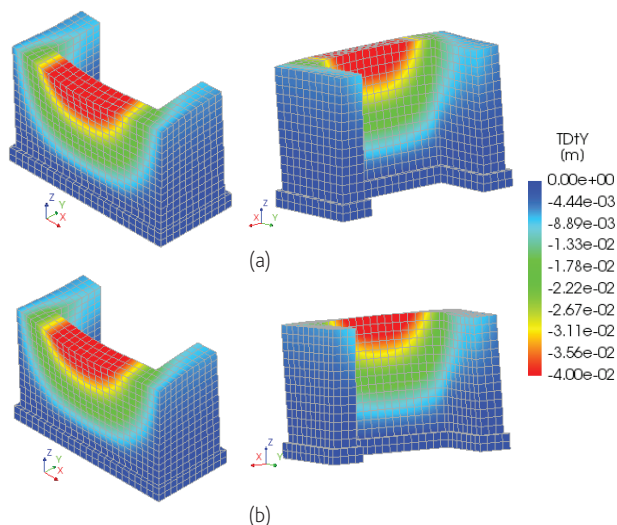


Figura 24 Deformação fora do plano (TDty) ao fim da análise pushover: (a) Parede 1; (b) Parede 2

A Tabela 9 apresenta uma comparação da deformação da fachada frontal obtida pelo modelo numérico e a superfície de deformação medida no ensaio experimental. Os resultados são próximos, mas apresentam algumas diferenças, provavelmente relacionadas com o tipo de modelação adotado. O facto de se adotar um macromodelo faz com que a análise não seja capaz de traduzir o comportamento local entre as unidades de pedra e as juntas, nem das interfaces entre as unidades. Verifica-se ainda que o modelo numérico não é capaz de reproduzir a assimetria do deslocamento devida à fenda que se desenvolveu no modelo experimental associada ao travamento insuficiente das pedras.

Na Figura 25 são apresentadas as extensões principais (E1) e a Figura 26 apresenta as tensões principais (S1) em ambas as paredes. O objetivo da análise das extensões (E1) e tensões principais (S1) consiste em verificar se as fendas observadas nos modelos experimentais se aproximam das zonas onde as extensões numéricas são máximas. De acordo com a modelação os pontos frágeis são na parte externa da fachada frontal ao meio do vão superior, nos cunhais e na ligação de apoio entre as paredes transversais e a base de betão (parte interna).

A Figura 25 apresenta extensões consideráveis na base de contacto das paredes transversais com a viga de betão. No final do ensaio experimental foi analisada a base de contacto entre a parede e a viga

de betão, mas não foi possível comprovar no ensaio experimental a separação destas superfícies. De referir que uma das dificuldades em detetar fendas está relacionada com o facto de a parte interior das paredes não ser visível durante o ensaio.

Tabela 9 Comparação dos deslocamentos entre o modelo experimental e o numérico: (a) Parede 1; (b) Parede 2

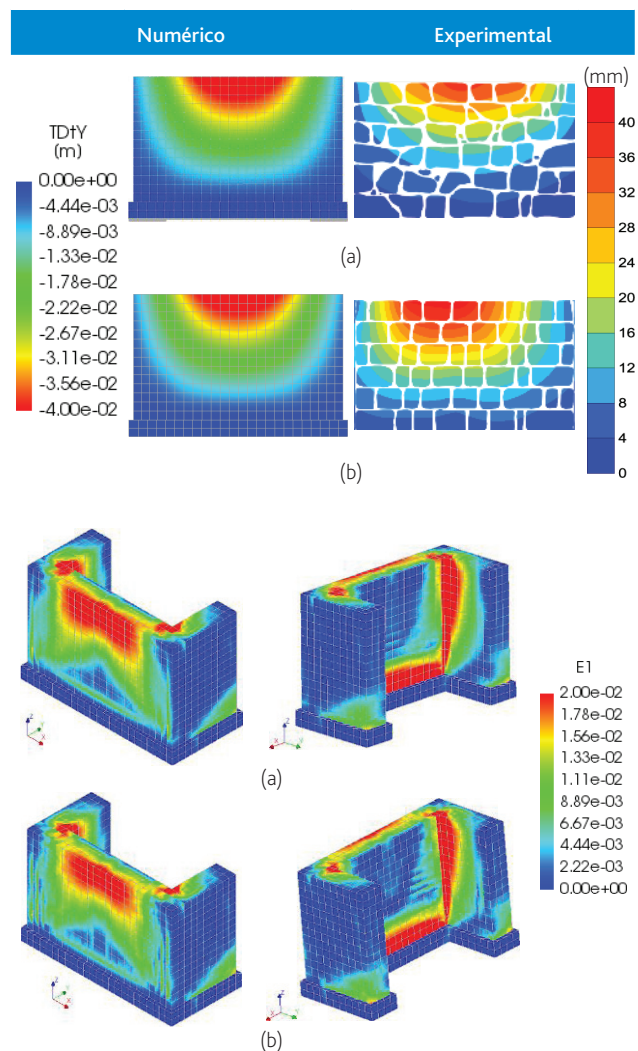


Figura 25 Extensões principais (E1) no ponto de maior deslocamento: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Na Tabela 10 são comparados os resultados em termos de padrão de dano obtidos no ensaio experimental com as extensões obtidas no modelo numérico. A análise realizada resulta no conhecimento do comportamento global da estrutura e do comportamento de fendilhação de forma discreta. Mesmo assim, é possível verificar que as áreas de tensões máximas e extensões no modelo numérico correspondem às zonas onde se observaram as fendas nos ensaios experimentais: nos cunhais, ao meio do vão e no lado interno das paredes frontais, onde são visíveis fendas horizontais.

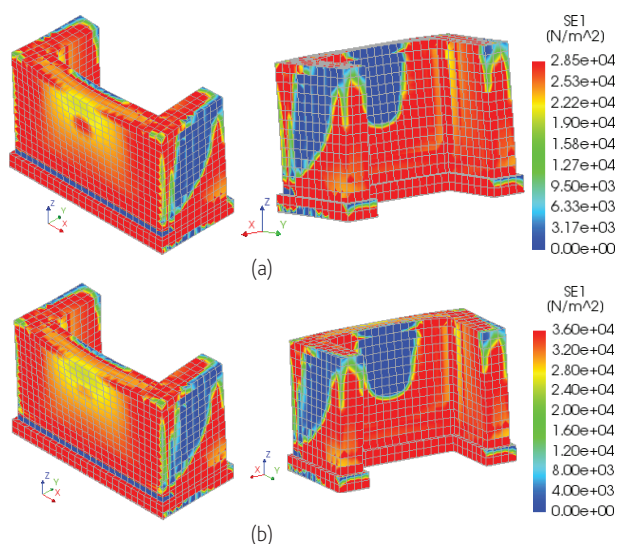
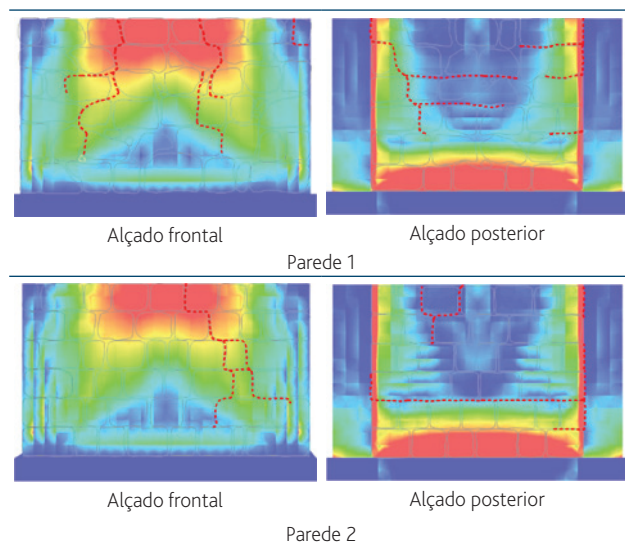


Figura 26 Tensões principais (S1) no ponto de carga máxima: (a) Parede 1; (b) Parede 2

Tabela 10 Comparação entre os danos experimentais e as extensões máximas (E1) da análise numérica



5.3 Estudo paramétrico

O segundo objetivo da modelação numérica consistiu em efetuar uma análise paramétrica com variação de algumas propriedades mecânicas dos materiais e geométricas para compreender como estas afetam o comportamento para fora do plano das paredes. Assim, foram realizadas análises considerando variação no módulo de elasticidade (E), na resistência à tração (f_t) e na resistência à compressão (f_c). Na Figura 27 apresentam-se os diagramas força vs. deslocamento para as diferentes variações efetuadas. Os resultados confirmam que a variação do módulo de elasticidade (Figura 27a) permite aumentar ou diminuir a carga máxima. Além disso, como se

pode observar no gráfico da Figura 27b (deslocamento de 0 a 3 mm) a rigidez é muito influenciada pelo valor do módulo de elasticidade. A resistência à tração (Figura 27c) apresenta também uma influência relevante no comportamento para fora do plano das paredes. O aumento da resistência à tração para o dobro levou a um aumento em 37% do valor da resistência, e conduz a um comportamento mais frágil. A diminuição para metade da resistência a tração reduz em 57% o valor da carga máxima. Assim, a energia de fratura do modo 1 acaba por ser um dos parâmetros com maior influência no comportamento da estrutura. O aumento da energia de fratura faz com que as paredes resistam mais ciclos à aplicação da carga máxima.

Também foram realizadas análises com a variação de alguns parâmetros geométricos, nomeadamente: dimensão do vão (V) (Tabela 11) e escala (Tabela 12). São analisadas as extensões em cada caso para o mesmo nível de carregamento e as tensões aplicadas no ponto de carga máxima de cada curva força vs. deslocamento. As tabelas dividem as análises por parâmetro geométrico e por variação do parâmetro.

O gráfico de força vs. deslocamento da Tabela 11 compara a curva envolvente para os casos de uma parede com a metade e o dobro da dimensão do vão do modelo experimental. A geometria com metade do vão da parede apresenta uma resistência de 130% da resistência da parede de referência, fazendo com que as tensões (S1) aumentem neste ponto e torne a estrutura mais rígida, mobilizando-se o efeito de arco. Já o aumento da dimensão do vão para o dobro resulta numa diminuição da resistência em 40%. Esta diminuição está associada ao maior nível de tensões instalado na parede frontal, com o comportamento em flexão desta parede a governar a resposta da estrutura.

Assim optou-se por variar a escala do modelo experimental para 2:1 (Tabela 12). Esta variação de escala faz com que o modelo numérico se aproxime das dimensões reais de uma estrutura de alvenaria que se encontra em construções correntes.

A variação da geometria nesta escala conduziu à obtenção de carga máxima de 166 kN, cerca de 4 vezes superior ao valor obtido no modelo experimental (escala reduzida). Este valor corresponde ao fator de escala que deve ser considerado em termos de força de acordo com a lei de Cauchy, utilizada para definir modelos à escala reduzida. A Tabela 13 apresenta fatores de escala para parâmetros mecânicos e geométricos propostos por Cauchy. Um dos fatores que estiveram na base da definição do modelo experimental à escala reduzida foi a limitação da força a ser aplicada pelo airbag, para além de possibilitar um manuseamento mais fácil dos provetes.

De modo a compreender o comportamento dos parâmetros em função da variação da escala, optou-se por relacionar as curvas de aceleração equivalente (g) vs. *drift* (%) em cada escala. O gráfico da Tabela 14 mostra que a aceleração equivalente (g) máxima do modelo em escala 1:1 é o dobro da aceleração do modelo em dimensão duplicada. O modelo 2:1 apresenta uma aceleração de 0,59 g e o modelo 1:1 apresenta uma aceleração máxima de 1,22 g. Este resultado está também de acordo com a lei de Cauchy uma vez que a variação do modelo numérico a uma escala 2:1 ($\lambda = 2$), segundo Cauchy, resulta em um fator de escala para a aceleração de λ^{-1} .

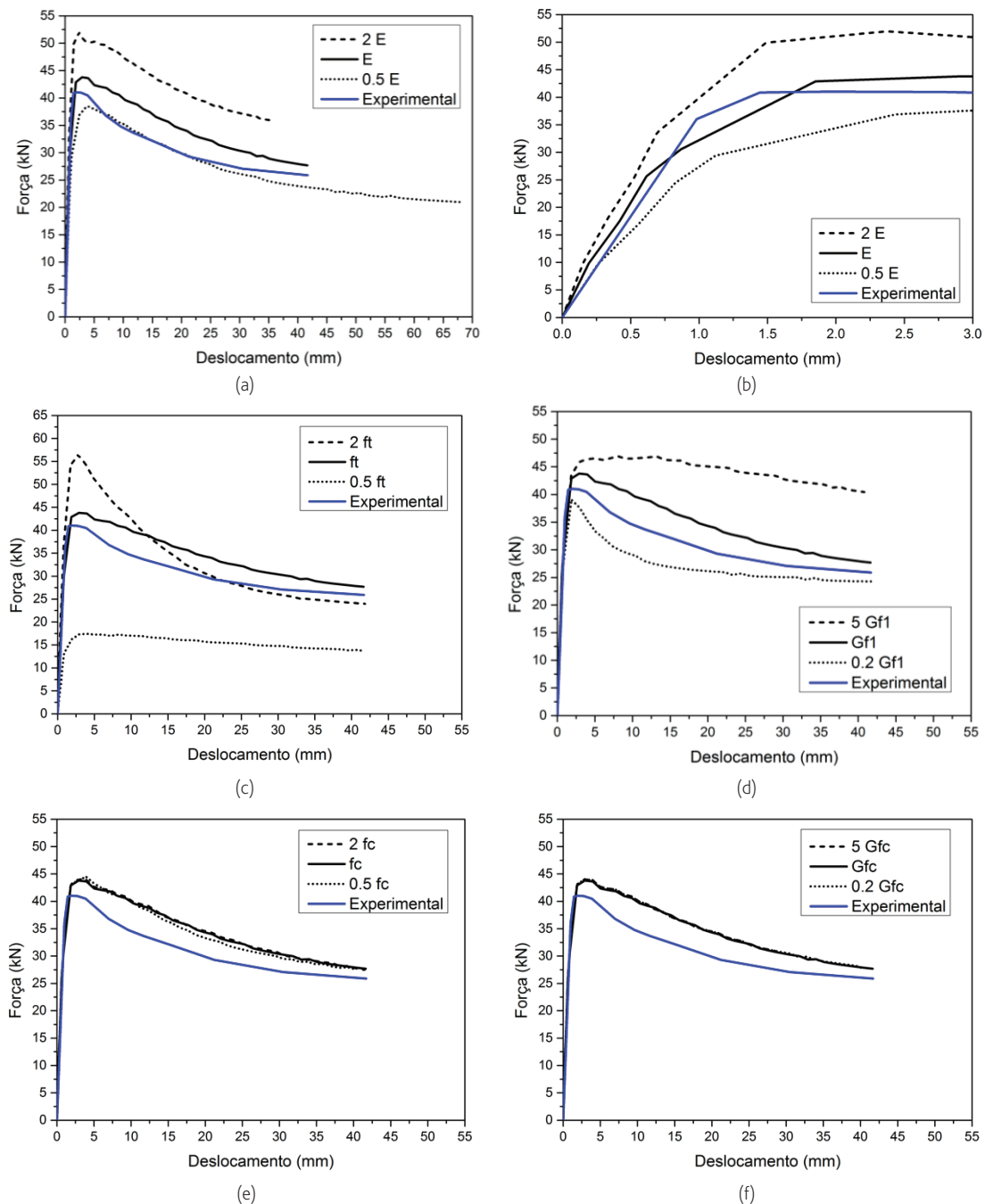


Figura 27 Influência dos parâmetros materiais das paredes sobre a curva de força vs. deslocamento: (a) módulo de elasticidade, E ; (b) variação da rigidez com a variação do módulo de elasticidade; (c) resistência à tração, f_t ; (d) energia de fratura, G_{f1} ; (e) resistência à compressão, f_c ; (f) energia de fratura G_{fc}

Tabela 11 Influência da variação do vão (V) no comportamento mecânico da estrutura

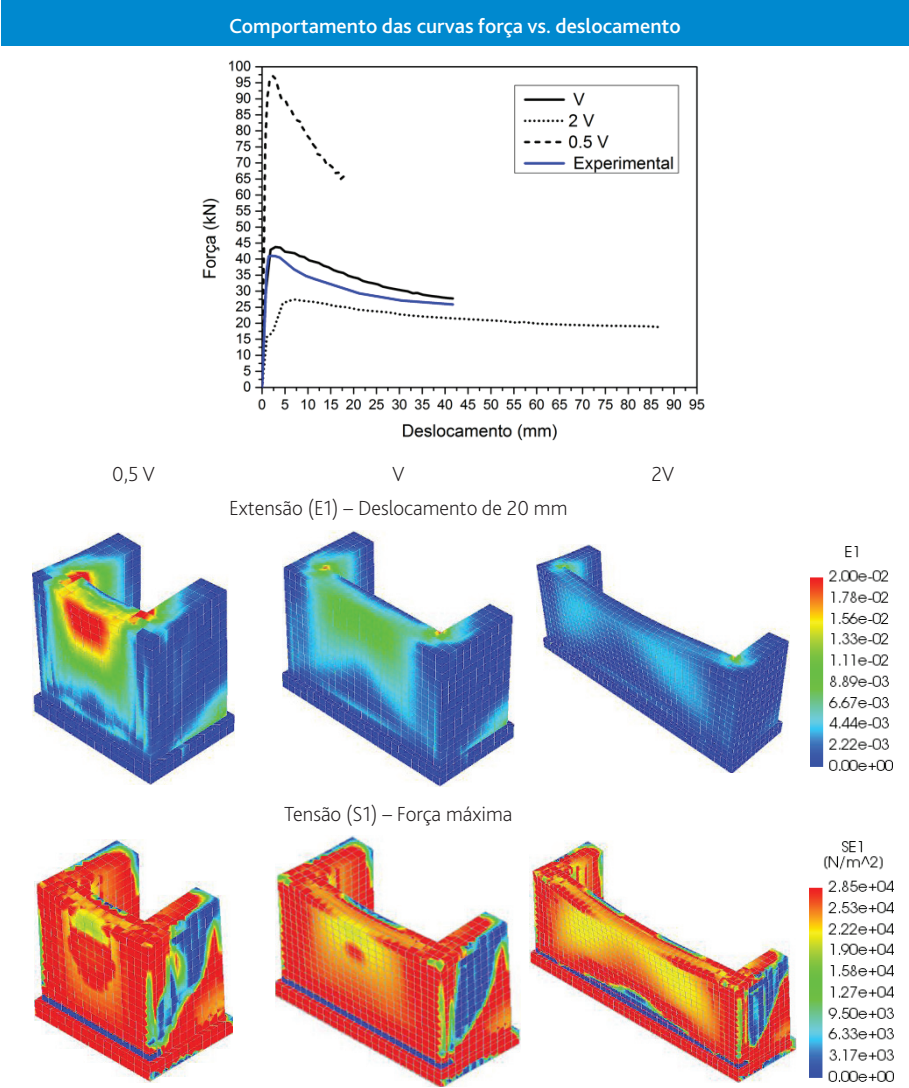


Tabela 12 Influência da variação da escala no comportamento mecânico da estrutura

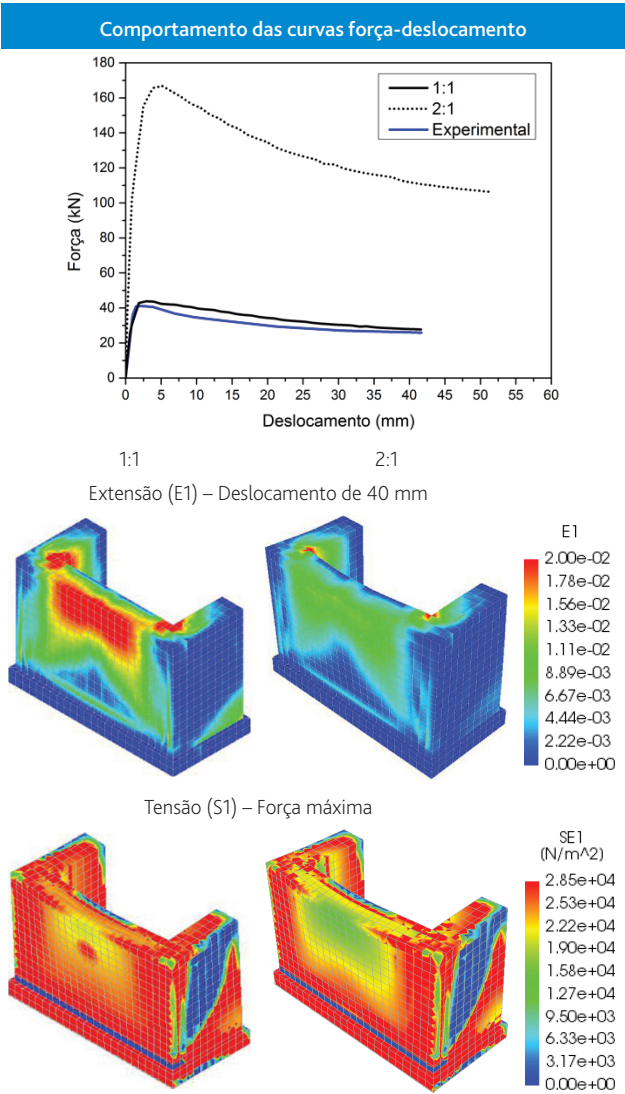
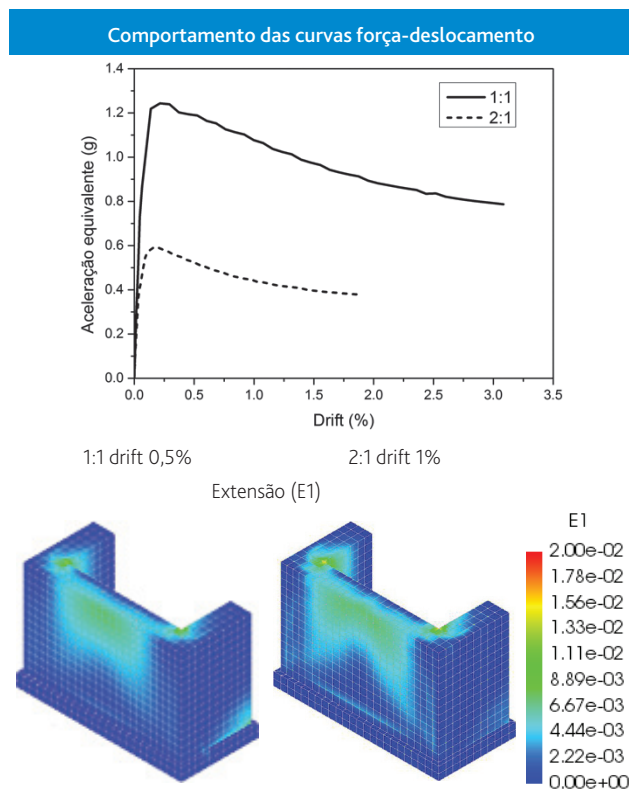


Tabela 13 Fatores de escala de Cauchy

Parâmetro	Símbolo	Protótipo/ /Modelo	Fator de escala de Cauchy
Comprimento	L	L_p/L_M	λ
Módulo de elasticidade	E	E_p/E_M	1
Massa específica	ρ	ρ_p/ρ_M	1
Área	A	A_p/A_M	λ^2
Volume	V	V_p/V_M	λ^3
Massa	m	m_p/m_M	λ^3
Deslocamento	d	d_p/d_M	λ
Velocidade	v	v_p/v_M	1
Aceleração	a	a_p/a_M	λ^{-1}
Peso	W	w_p/w_M	λ^3
Força	F	F_p/F_M	λ^2
Momento	M	M_p/M_M	λ^3
Tensão	σ	σ_p/σ_M	1
Extensão	ε	$\varepsilon_p/\varepsilon_M$	1
Tempo	T	T_p/T_M	λ
Frequência	F	F_p/F_M	λ^{-1}

Tabela 14 Influência da variação da escala sobre o comportamento mecânico da estrutura



Da mesma forma, a tabela de Cauchy relaciona os fatores de escala para o deslocamento de λ , ou seja, para uma escala 2:1, o deslocamento da estrutura é o dobro do deslocamento obtido na escala reduzida. Nesse sentido, pela análise dos mapas de extensões, pode dizer-se que os comportamentos das extensões variaram conforme o fator de Cauchy. Tal como se verificou na análise dos mapas de extensão (E1) (Tabela 14), verifica-se que os modelos têm a mesma configuração de extensões quando o modelo à escala 1:1 possui um *drift* equivalente a metade do *drift* do modelo 2:1.

6 Comentários finais

Com o trabalho realizado foi possível mostrar que os ensaios não destrutivos permitiram obter uma avaliação qualitativa da morfologia das paredes de granito, e foram importantes para a calibração do modelo numérico. No que se refere aos ensaios sónicos, foram comparadas as velocidades de onda em cada parede, onde os resultados apontam maior velocidade de onda na parede 2, já que esta possui maior densidade e melhor imbricamento das unidades. Salienta-se, no entanto, a importância do ensaio sónico para a previsão do módulo de elasticidade e do módulo de Poisson por meio de uma correlação de estudos experimentais que posteriormente foram utilizados para validar o modelo numérico. Com os ensaios de caracterização dinâmica obtiveram-se os primeiros modos e frequências fundamentais de 25,80 Hz para a parede 1 e de 26,70 Hz para a parede 2.

Foram realizados ensaios cíclicos, aplicando uma ação uniformemente distribuída na superfície interior frontal de cada parede. A análise do comportamento para fora plano permitiu verificar que as duas paredes apresentam um ramo linear significativo e o fim deste ramo linear termina muito próximo do ponto correspondente à carga máxima. As paredes 1 e 2 apresentaram resistência de 41,2 kN e 47,8 kN respetivamente, alcançando um aumento de 11% da resistência da parede 2 em relação à parede 1. Os deslocamentos alcançados foram próximos de 40 mm para as duas paredes, correspondentes a um *drift* de 3%. Do ponto de vista do padrão de danos, verificou-se que a parede 1 teve uma fendilhação quase simétrica no pano exterior da fachada frontal e revelou uma fraca ligação nos cunhais notável pelo desenvolvimento de fendas na parte interna do alçado entre a ligação com as paredes transversais. Já a parede 2 apresentou uma fenda de espessura considerável na fachada exterior de uma das paredes transversais, a qual fez com que a parede frontal não obtivesse uma fendilhação simétrica, devido à proximidade de alinhamento entre as juntas verticais (travamento insuficiente) e que facilitou o desenvolvimento da fenda.

De forma a compreender melhor a influência das propriedades optou-se por realizar um modelo numérico, cuja calibração foi efetuada por comparação das frequências fundamentais e modos de vibração e das curvas de força vs. deslocamento do ensaio experimental. Dos resultados verificou-se que a parede 2 apresenta maior resistência do que a parede 1, tal como verificado experimentalmente, e que as resistências à tração nos dois casos são muito próximas de zero. Os resultados relativos à deformação, distribuição de tensões e extensões permitiram concluir que, apesar das simplificações inerentes à estratégia de modelação adotada,

o modelo numérico utilizado consegue prever as zonas onde é mais provável o aparecimento de dano, e onde se podem formar mecanismos de colapso.

No final, o estudo paramétrico permitiu avaliar a influência da variação do comportamento da estrutura a partir de diferentes valores para as propriedades mecânicas, comprovando que as propriedades mais importantes são o módulo de elasticidade e a resistência à tração. O modelo em escala real aumenta a resistência do modelo tipo em quatro vezes, alcançando uma carga máxima de 166 kPa. Além disso, as variações obtidas nos parâmetros de deslocamento e aceleração entre o modelo 1:1 e 2:1 foram comparadas com os fatores de escala já propostos na literatura. Assim, foi possível concluir que com a modelação à escala ou com o ensaio experimental é possível relacionar as propriedades mecânicas para uma estrutura à escala real.

Agradecimentos

O trabalho desenvolvido e apresentado neste artigo teve o apoio do Código de Contratação pública, LOTE 3EC5 – Escola Secundária da Anadia e Gafanha da Nazaré. Foi também apoiado por fundos FEDER através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização – COMPETE e por fundos da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia no âmbito do projeto POC1-01-0145-FEDER-007633.

Referências

- [1] Rodrigues, H.; Romão, X.; Costa, A.G.; Arêde, A.; Varum, H.; Guedes, J.; Vicente, R.; Costa A.A.; Paupério, E. (2009) – "Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009. Ensinamentos para Portugal". SÍSMICA 2010 – 8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, outubro de 2010, Aveiro, Portugal.
- [2] Martins, L.; Vasconcelos, G.; Ortega, J.; Lourenço, P.B.; Rodrigues, H.; Silva, L.; Palha, C. (2016) – "Characterization of dry stone walls to out-of-plane actions". 10.º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, CNME 2016, LNEC, Lisboa, Portugal, 2016.
- [3] Costa, A.A.; Arêde, A.; Campos Costa, A.; Penna, A.; Costa, A. (2013). – "Out-of-plane behaviour of a full scale stone masonry façade. Part 1: specimen and ground motion selection". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 2018-2095.
- [4] Ferreira, T.M.; Costa, A.A.; Arêde, A.; Gomes, A.; Costa, A. (2017). – "Caracterização laboratorial do comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra regular". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 35-48.
- [5] Ingham, J.M.; Ismail, N. (2012) – "In situ and laboratory based out-of-plane testing of unreinforced clay brick masonry walls strengthened using near surface mounted twisted steel bars". *Construction and Building Materials*, 119-128.
- [6] Lourenço, P. (2002) – "Computations on historic masonry structures". *Progress in Structural Engineering and Materials*, 301-319.
- [7] EN 1015-3 (1999) – *Methods of test for mortar for masonry – Part 3: Determination of consistence of fresh mortar*. Bruxelles: Eur Comm Stand.
- [8] EN 1015-11 (1999) – *Methods of test for mortar for masonry – Part 11. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. Bruxelles: Eur Comm Stand.
- [9] Miranda, L.F.; Rio, J.; Guedes, J.M.; Costa, A. (2012) – "Sonic impact method – a new technique for characterization of stone masonry walls". *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 27-35.
- [10] Lourenço, P.; Mendes, N. (2008) – *Redução da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria*. Porto: Fundação para a Ciência e a Tecnologia.
- [11] Tomazevic, M. (1999) – *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press.
- [12] TNO. (2016) – Displacement method ANALyser – DIANA FEA BV – iDiana Release 10.1.
- [13] Angelillo, M.; Lourenço, P.; Milani, G. (2014) – "Masonry behaviour and modelling". *Mechanics of Masonry Structures*. Springer, 1-26.